

Jarkko Vauhkonen

Jäykistävien seinien vaakaliitosten kapasiteettitarkastelu

Opinnäytetyö
Rakennustekniikan koulutusohjelma

2018



Kaakkois-Suomen
ammattikorkeakoulu

Tekijä/Tekijät	Tutkinto	Aika
Jarkko Vauhkonen	Insinööri (AMK)	maaliskuu 2018
Opinnäytetyön nimi Jäykistävien seinien vaakaliitosten kapasiteettitarkastelu		44 sivua
Toimeksiantaja Sitowise Oy		
Ohjaaja Lehtori Jani Pitkänen Lehtori Juha Karvonen		
Tiivistelmä <p>Jäykistävien seinien vaakaliitosta kuormittaa usein suuret leikkausvoimat, jotka on otettava huomioon kyseisiä rakenteita suunniteltaessa. Käytössä olevissa suunnitteluohjeissa ei liitokselle kuitenkaan ole selkeää parasta toteutustapaa eikä valmista mitoitusaulukkoa.</p> <p>Tässä opinnäytetyössä tarkastellaan mitoitus tapoja leikkausliitoksen lyhyille tappivaarnoille sekä luodaan mitoitusaulukko valitulle menetelmälle. Lisäksi tutkitaan eräänlaisen konsolirakenteen soveltumista liitokseen sekä sen mitoittamista. Työn tavoitteena oli luoda esimitoitustaulukot molemmista menetelmistä, joissa näkyy liitoksen suunnitteluparametrit.</p> <p>Opinnäytetyön teoriaosuudessa esitellään kuormien kertymistapoja, yleisimpiä runkojärjestelmiä sekä niiden jäykistystapoja. Lisäksi esitetään yleiset mitoitusperiaatteet seinien liitoksille.</p> <p>Työssä vertailtiin vaarnatappien eri laskentatapojen tuloksia. Niistä valittiin sopivin laskentatapa, johon pohjautuen luotiin taulukko tappien leikkauskapasiteetille, siirtymän ollessa sallituissa rajoissa. Konsolirakenteen laskentamenetelmäksi valikoitui lopulta yleisesti käytettyjen menetelmien yhdistelmäksi, jossa tarkastellaan työsauman leikkauskapasiteettia. Molemmissa menetelmissä tärkeäksi tekijäksi tulee terästen suojabetonin paksuus, joiden toteuttamisessa täytyy olla tarkkana ja jotta laskentamenetelmät ovat käytettävissä.</p> <p>Opinnäytetyön tulokseen saatiin taulukot erikokoisten tappivaarnojen sekä konsolirakenteiden leikkausvoimakapasiteeteille.</p>		
Asiasanat jäykistys, leikkausvoima, vaakakuorma		

Author (authors)	Degree	Time
Jarkko Vauhkonen	Bachelor of Engineering	March 2018
Thesis Title		44 pages
Shear force review of horizontal joints in stiffening walls		
Commissioned by		
Sitowise Oy		
Supervisor		
Jani Pitkänen, Senior Lecturer Juha Karvonen, Senior Lecturer		
Abstract		
<p>For high shear forces in horizontal joints for stiffening walls, the best method for production and a dimensioning table do not exist.</p> <p>In this thesis, the design methods for short dowel pins in the joint are studied, and a dimensioning table for the selected method created. In addition, suitability of a corbel structure in the joint and its dimensioning is studied. The aim of the thesis is to create predesign tables of both methods that would show the connection parameters.</p> <p>The theoretical part of the thesis presents load accumulation methods, the most common frame systems, and their stiffening methods. In addition, the general design principles for the joining of the walls are presented.</p> <p>The results of different calculation methods of dowel pins were compared. The most appropriate calculation method was chosen, and based on that, a table was created for shear capacity while displacement was within permitted limits. The calculation method for the corbel structure was eventually selected as a combination of commonly used methods, in which the shear force capacity of the work seam was examined. In both methods, an important factor is concrete cover of the rebars, whose implementation must be accurate to make the calculation methods available.</p> <p>As a result, the tables of shear force capacities of different size dowel pins and corbel structures were obtained.</p>		
Keywords		
stiffening, shear force, horizontal load		

SISÄLLYS

1	JOHDANTO	5
2	KUORMIEN KERTYMINEN	6
2.1	Omapaino	6
2.2	Hyötykuorma	6
2.3	Lumikuorma	8
2.4	Lisävaakavoimat	11
2.5	Tuulikuorma	11
3	RAKENNUKSEN RUNGON JÄYKISTÄMINEN	16
3.1	Runkojärjestelmät	16
3.2	Rakennuksen rungon jäykistäminen	18
3.3	Jäykistävien seinien liitokset	21
4	VAARNATAPIN JA KONSOLIRAKENTEEEN LEIKKAUSKAPASITEETTI	27
5	TARKASTELUN TULOKSET	30
5.1	Lyhyet vaarnatapit	31
5.2	Konsolirakenne	35
6	YHTEENVETO	41
	LÄHTEET	43

1 JOHDANTO

Rakennukset tulee suunnitella ja mitoittaa siten, että ne kestävät siihen kohdistuvat kuormat ilman liiallisia muodonmuutoksia. Rakennuksiin kohdistuu erilaisia ja erisuuntaisia voimia, jotka aiheutuvat muun muassa omasta painosta, hyötykuormasta, tuulikuormasta, lumikuormasta ja lisävaakavoimista. Rakennneosat välittävät kuormat toistensa välityksellä rakennuksen perustuksille. Näissä liitoksissa voi siirtyä suuria voimia, jotka vaativat erilaisia liitosrakenteita.

Tavanomaisissa betonielementtikerrostaloissa seinien välisissä vaakasuuntaisissa liitoksissa leikkausvoima välittyy pääosin oman painon ja kitkan yhteisvaikutuksen avulla. Pinta-alaltaan suurissa ja matalissa rakennuksissa tilanne voi olla toinen. Esimerkiksi liikerakennuksissa jäykistäviä rakenteita ei haluta mielellään rungon sisäpuolelle, sillä halutaan mahdollisimman paljon avointa tilaa. Siksi jäykistäville elementeille voi tulla suuria leikkausvoimia.

Tämän opinnäytetyön tarkoituksena on tarkastella liitoksissa käytettyjä tappivaarvoja sekä tutkia konsolirakenteen kapasiteettia leikkausvoimien siirtämiseksi jäykistävissä torneissa ja seinissä.

Työn tavoitteena on tuottaa mitoitustaulukko erikokoisille konsoleille ja tappivaarvoille. Työn valmistuttua taulukossa esitetyistä ratkaisuista on esittää laskelmat.

Työn teoriaosassa tutustutaan normeihin, jotta ymmärretään, mistä kuormat tulevat rakenteille. Tutustutaan myös kirjallisuuteen, jossa käsitellään erilaisia jäykistystapoja ja niiden valintaperiaatteita. Tässä opinnäytetyössä keskitytään lähinnä liike- ja toimistorakennuksiin, joissa jäykistäviä seiniä on vähän ja opinnäytetyössä käsitellyillä tarkasteluilla on eniten merkitystä.

2 KUORMIEN KERTYMINEN

Kuormia jaotellaan eri luokkiin, joita ovat pysyvät kuormat (G), muuttuvat kuormat (Q) ja onnettomuuskuormat (A). Pysyviin kuormiin kuuluvat esim. rakenteiden sekä kiinteiden laitteiden omat painot. Myös muodonmuutokset voivat aiheuttaa pysyvää kuormaa. Muuttuviin kuormiin luetaan mm. hyöty-, tuuli- ja lumikuormat. Räjähdykset tai esimerkiksi ajoneuvojen törmäykset kuuluvat onnettomuuskuormiin. (RIL 201-1-2017, 31.)

2.1 Omapaino

Rakenteiden omapainon laskemiseen käytetään nimellismittoja, jotka esiintyvät piirustuksissa, sekä tilavuuspainon ominaisarvoja. Rakennuselementeille sekä erillisille laitteille tulee painot valmistajalta. (RIL 201-1-2017, 67.)

2.2 Hyötykuorma

Hyötykuormat kertyvät rakennusten väli ja yläpohjien kautta mm. normaalista henkilökäytöstä, huonekaluista, ajoneuvoista tai erilaisten tapahtumien aiheuttamasta kuormakeskittymästä. Väli- ja yläpohjat jaotellaan taulukon 1 mukaan eri luokkiin hyötykuormien määrittämistä varten.

Taulukko 1, Rakennuksen tilojen luokat ja niihin liittyvät hyötykuormat. (RIL 201-1-2017, 71–72)

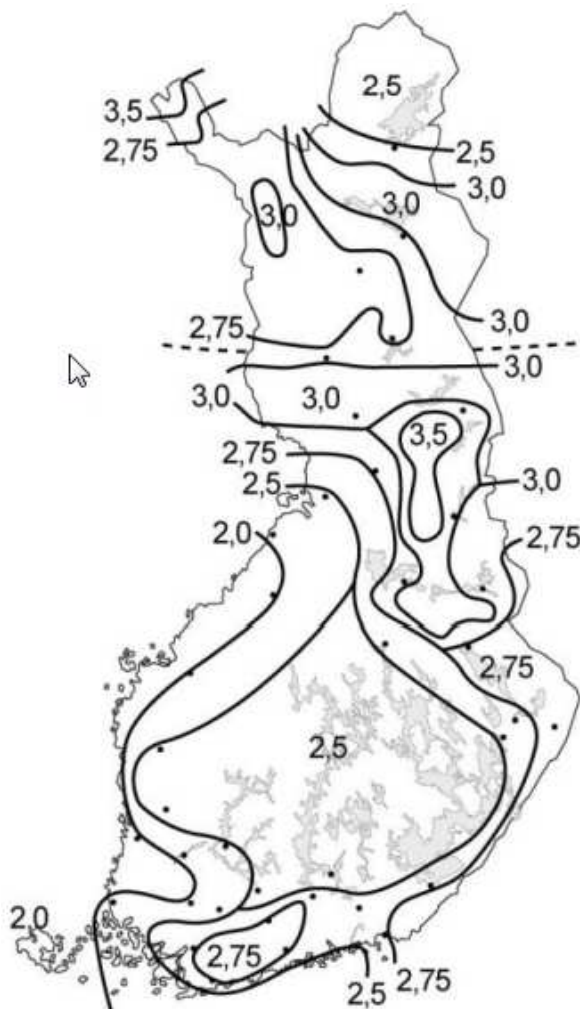
Luokka	Käyttötarkoitus	esim.
A	Asunto- ja majoitustilat	Asuinrakennusten huoneet, potilas- ja toimenpidehuoneet sairaaloissa, majoitustilat
B	Toimistotilat	
C	Kokoontumistilat	
C1		Tilat, joissa pöytiä, kuten koulut, kahvilat, ravintolat, ruokasalit.
C2		Tilat, joissa kiinteitä istuimia, kuten kirkot, teatterit, konferenssisalit, odotustilat
C3		Tilat, joissa ei ole liikkumista rajoittavia esteitä, kuten museotilat, näyttelytilat, julkisten ja toimistorakennusten eteistilat, asemahallit
C4		Liikuntatilat, näyttämöt
C5		Tilat jotka alttiina tungokselle, Urheiluhallit ml. katsomot terrassit, eteistilat, rautatielaiturit
D	Myymälätilat	
D1		Tavalliset vähittäiskaupat
D2		Tavaratalojen tilat
E	Varasto- ja tuotantotilat	
E1		Varastotilat, tavarantoimitustilat
E2		Teollisuustilat, määritetään hankekohtaisesti
F	Liikennöintialueet	Kevyiden ajoneuvojen liikennöinti- ja pysäköintialue. Kokonaispaino ≤ 30kN ja enintään 8 paikkaa kuljettajan lisäksi
G	Liikennöintialueet	Keskiraskaiden ajoneuvojen liikennöinti ja paikoitusalueet
H	Vesikatot	Vesikatot joille pääsy vain normaalia kunnossapitoa ja korjaamista varten
I	Vesikatot	Vesikatot, joille pääsy luokkien A...G mukaisesti
K	Vesikatot	Eriyistoimintoja varten, kuten helikoptereiden laskeutumisalueet

2.3 Lumikuorma

Lumikuorma luetaan muuttuvaksi kiinteäksi kuormaksi. Se määritetään ohessa esitetyllä kaavalla 1. (RIL 201-1-2017, 100.)

$$s = \mu_i C_e C_t s_k \quad (1)$$

Jossa	μ_i	lumikuorman muotokerroin
	s_k	lumen ominaisarvo maassa (kuva 1)[kN/m ²]
	C_e	tuulensuojaisuuskerroin (taulukko 2.)
	C_t	lämpökerroin, joka normaalisti 1,0



Kuva 1. Lumen ominaisarvot maassa. (Ympäristöministeriö 2016, 15)

Tuulensuojaisuuskerroin valitaan taulukosta 2.

Taulukko 2. Katon tuulensuojaisuuskertoimen arvot. (RIL 201-1-2017,100)

Maastotyyppi	C_e
Tuulinen	0,8 ($\geq 1,0$, mikäli lyhyempi sivumitta > 50 m)
Normaali	1,0
Suojainen	1,2

Mikäli katon lyhyemmän sivun mitta on yli 50 m, kerrotaan se korotuskertoimella, joka valitaan taulukosta 3.

Taulukko 3. Korotuskerroin, jos lyhyemmän sivun pituus yli 50 m. (RIL 201-1-2017,101)

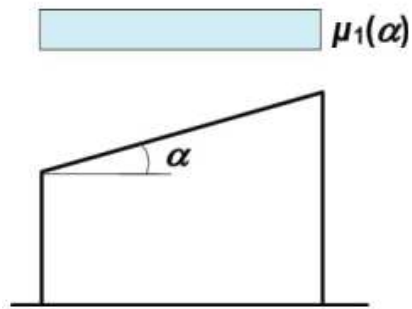
Lyhyt sivu	Pitkän sivun suhde lyhyeen sivuun	
	1	2
50	1,0	1,1
75	1,1	1,2
100	1,2	1,25

Muotokerroin riippuu katon muodoista ja kaltevuudesta. Kattotyypeille kuormitus-kaaviot on esitetty kuvissa 2-4 sekä muotokerroin valitaan taulukosta 4.

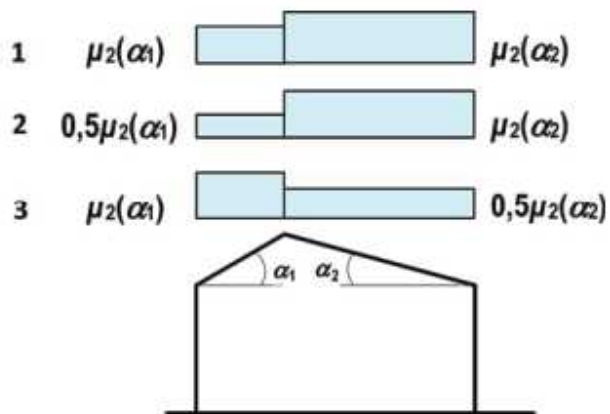
Taulukko 4 Lumikuorman muotokertoimet (lunta ei estetä liukumasta). (RIL 201-1-2017, 102)

Katon kaltevuuskulma α	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_1, μ_2	0,8	$0,8(60 - \alpha)/30$	0,0
μ_3	$0,8 + 0,8\alpha/30$	1,6	1,6

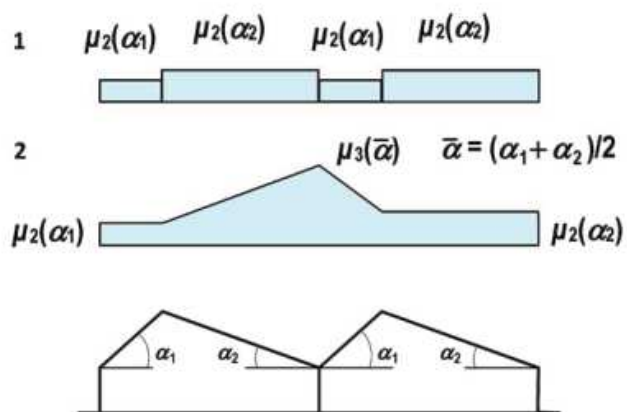
Käytettäessä lumiestettä tai vastaavaa, $\mu_2 \geq 0,8$ (RIL 201-1-2017, 102).



Kuva 2. Pulttikatton lumikuorman kuormituskaavio. (SFS-EN 1991-1-3 + A1 + AC, 36)



Kuva 3. Harjakatton lumikuorman kuormituskaaviot. (SFS-EN 1991-1-3 + A1 + AC, 34)



Kuva 4. Sahakatton lumikuorman kuormituskaaviot. (SFS-EN 1991-1-3 + A1 + AC, 34)

2.4 Lisävaakavoimat

Lisävaakavoima on pystyrakenteiden vinoudesta aiheutuva lisävoima, jonka oletetaan vaikuttavan samassa kohdassa kuin pystykuorman laskentakohdan. Poikkeuksena tästä väli- ja yläpohjien vaakavoimat sijoitetaan kuitenkin rakenteen painopisteen korkeuteen. (RIL 201-1-2017, 79.)

Lisävaakavoima voidaan laskea kaavoilla 2 ja 3.

$$H_{dt} = \frac{N_d}{150} \quad (2)$$

$$H_{dl} = \frac{b}{l} * \frac{N_d}{150} \geq \frac{N_d}{250} \quad (3)$$

jossa	H_{dt} ja H_{dl}	Lisävaakavoiman laskenta-arvot
	N_d	ko. lisävaakavoiman aiheuttavan pystykuorman laskenta-arvo
	b	rakennuksen leveys
	l	rakennuksen pituus

Kuormat H_{dt} ja H_{dl} oletetaan eri aikaan vaikuttavaksi (RIL 201-1-2017, 79).

2.5 Tuulikuorma

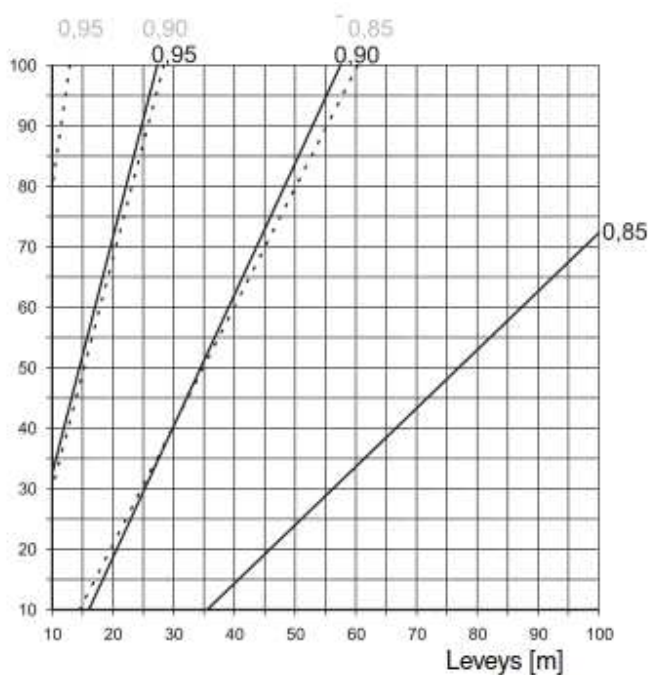
Tuulikuorma luetaan kiinteäksi muuttuvaksi kuormaksi. Jäykistävän rungon suunnitteluun tarvittava kokonaistuulivoima lasketaan voimakertoimen avulla tai pintapaineiden avulla. (RIL 201-1-2017, 128.)

Matalissa rakennuksissa, jossa korkeus (h) on pienempi, kuin leveys (b), voimakertoimella laskettaessa kokonaistuulivoima saadaan kaavasta 4

$$F_w = c_s c_d c_f q_p(h) A_{ref} \quad (4)$$

Jossa	F_w	kokonaistuulivoiva	[kN]
	$c_s c_d$	rakennekerroin	
	c_f	voimakerroin	
	$q_p(h)$	nopeuspaine harjan korkeudella eli $z = h$	
	A_{ref}	tuulen projektiopinta-ala ($b * h$)	

Rakennekertoimenä voi matalissa rakennuksissa käyttää varmalla puolella olevaa arvoa $c_s c_d = 1,0$. Erittäin leveille betoni ja puurakenteisille rakennuksille voidaan käyttää korkeiden suorakaiteen muotoisille rakennuksille tarkoitettua kertoimen määrityskuvaajaa (Kuva 5), joka yleensä pienentää kokonaisvoimaa. (RIL-1-2017, 140.)



Kuva 5. Rakennekerroin $c_s c_d$ suorakaiteen muotoisille monikerroksisille betonirakennuksille. (SFS-EN 1991-1-4 + AC + A1, 192)

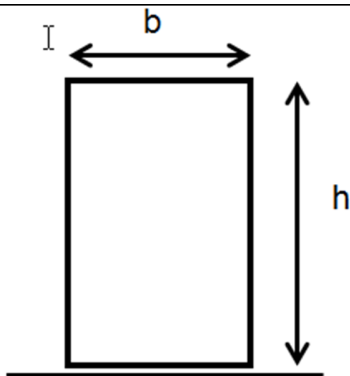
Voimakerroin valitaan taulukosta 5 rakennuksen hoikkuuden λ ja sivusuhteen d/b mukaan.

Taulukko 5. Sivusuhdetaulukko. (RIL 201-1-2017, 140)

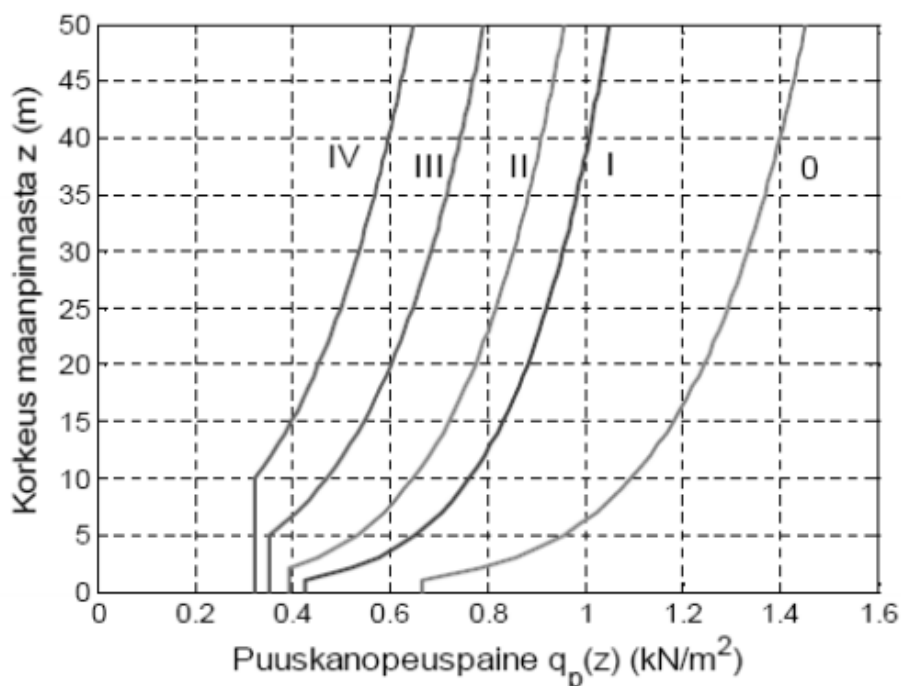
	sivusuhte d/b								
λ	0,1	0,2	0,5	0,7	1	2	5	10	50
≤ 1	1,2	1,2	1,37	1,44	1,28	0,99	0,60	0,54	0,54
3	1,29	1,29	1,48	1,55	1,38	1,07	0,65	0,58	0,58
10	1,40	1,40	1,60	1,68	1,49	1,15	0,70	0,63	0,63

Tehollinen hoikkuus määritetään taulukon 6 mukaan.

Taulukko 6. Tehollinen hoikkuus λ . (RIL 201-1-2017, 141)

Rakennuksen mittasuhteet tuulen-suuntaan	Tehollinen hoikkuus λ
	<p>$h < 15 \text{ m}, \lambda = 2 h/b$</p> <p>$h \geq 50 \text{ m}, \lambda = 1,4 h/b$</p> <p>Välialueella $15 \text{ m} < h < 50 \text{ m}$ interpoloidaan.</p> <p>Huom.: Ohje pätee, kun $\lambda \leq 10$</p>

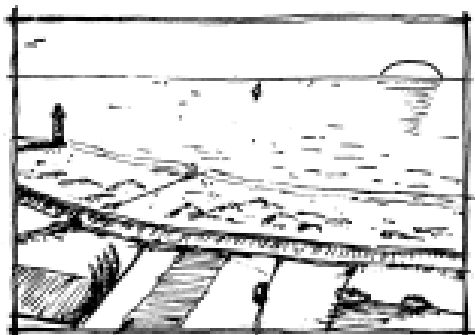
Nopeuspaineen $q_p(h)$ arvon voi määrittää kuvasta Kuva 6 maastoluokkaa vastaavalta käyrältä. Se ei sisällä maaston paikallisen pinnanmuodon vaikutuksia. (RIL 201-1-2017, 136.)



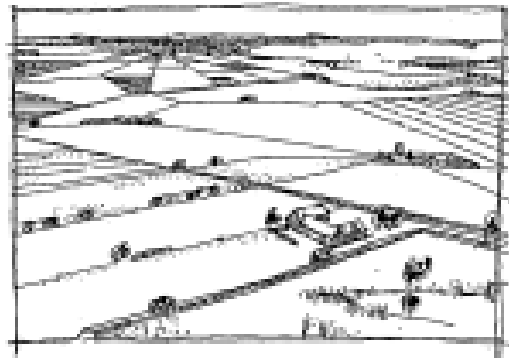
Kuva 6. Nopeuspaineen $q_p(h)$ ominaisarvo eri maastoluokissa. (RIL 201-1-2017, 136)

Maastoluokka on luokiteltu eurokoodissa viiteen luokkaan maaston rosoisuuden mukaan (kuvat 7–11). Tuulen voimakkuus vaihtelee eri alueilla. Mikäli rakennus sijaitsee lähellä maastoluokkien rajakohtaa, tulee käyttää sileämmän luokan tuuli-parametrejä. Alle 2 km:n päässä maastoluokasta 0 tai 1 km:n päästä luokista I–III. (RIL 201-1-2017, 130.)

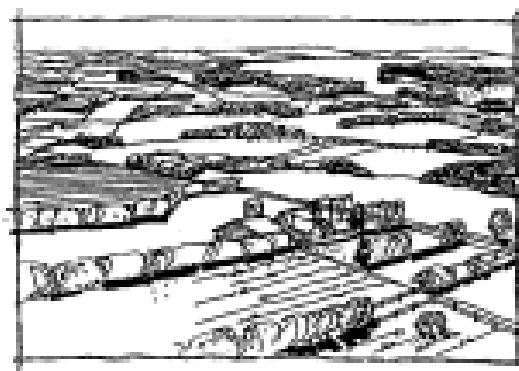
Suomen rannikkokaupungeissa voi olla tarvetta käyttää tarkempaa menettelytapaa johon eurokoodin EN 1991-1-4 kansallinen liite antaa mahdollisuuden. Siinä muutos maastoluokasta 0 tapahtuu suoraan maastoluokkaa IV. (RIL 201-1-2017, 131.)



Kuva 7. Maastoluokka 0: Meri, avoimen meren äärellä oleva rannikkoalue. (SFS-EN 1991-1-4 + AC + A1, 158)



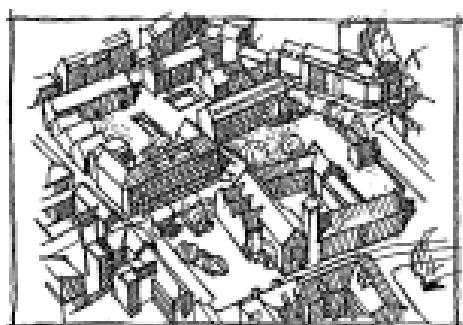
Kuva 8. Maastoluokka I: Järvi tai alue, jolla on vähäistä kasvillisuutta eikä esteitä. (SFS-EN 1991-1-4 + AC + A1, 158)



Kuva 9. Maastoluokka II: Alue, jolla on matalaa kasvillisuutta, kuten heinää tai ruohoa ja erillisiä esteitä (puita, rakennuksia), jotka vähintään esteen 20-kertaisen korkeuden etäisyydellä toisistaan. (SFS-EN 1991-1-4 + AC + A1, 158)



Kuva 10. Maastoluokka III: Alue, jolla säännöllinen kasvipeite tai rakennuksia tai erillisiä esteitä, jotka ovat esteen 20-kertaista korkeutta lähempänä toisiaan (kuten kylät, esikaupunkialueet, pysyvä metsä). (SFS-EN 1991-1-4 + AC + A1, 158)

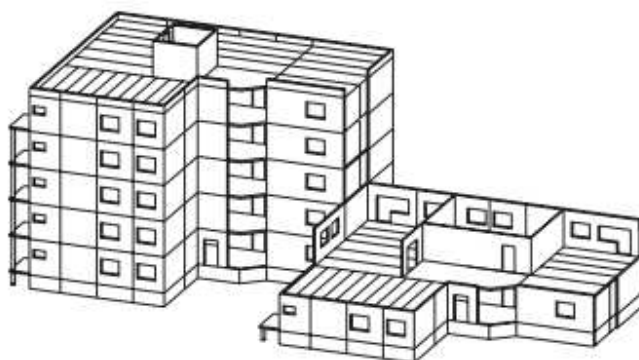


Kuva 11. Maastoluokka IV: Alue jolla vähintään 15 % alasta on rakennusten peitossa ja joiden keskimääräinen korkeus ylittää 15 m. (SFS-EN 1991-1-4 + AC + A1, 158)

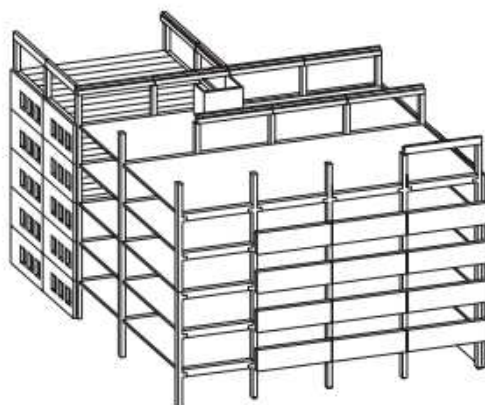
3 RAKENNUKSEN RUNGON JÄYKISTÄMINEN

3.1 Runkojärjestelmät

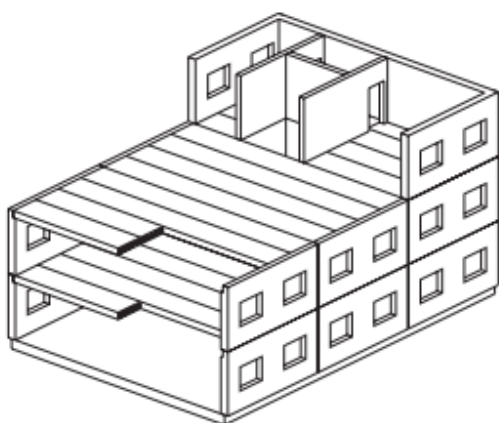
Rakennuksen runkojärjestelmän valintaan vaikuttaa rakennuksen käyttötarkoitus sekä tilavaatimukset. Kantaviin seiniin perustuvat järjestelmät soveltuvat paremmin asuinrakennuksiin niin kerros- kuin pientaloihin. Asuinrakennuksen vaakarakenteissa ei yleensä ole tarvetta suurille jänneväleille. Pilareihin perustuvat järjestelmät soveltuvat hyvin toimisto ja liikerakennuksille, koska niissä voidaan muodostaa suuria yhtenäisiä tilakokonaisuuksia ja siten on paremmin mahdollisuus toteuttaa vuokralaisten tilatarpeet. Runkojärjestelmiä ovat mm. kantavat seinät -laattajärjestelmä (Kuva 12), pilari-palkkijärjestelmä (Kuva 13) ja kantavat ulkoseinät -järjestelmä (Kuva 14). (RT 82-10821, 2-3, 7.)



Kuva 12. kantavat seinät -laattarunko. (RT 82-10821, 4)



Kuva 13. Pilari-palkkirunko. (RT 82-10821, 7)



Kuva 14. Kantavat ulkoseinät -runkojärjestelmä. (RT 82-10821, 7)

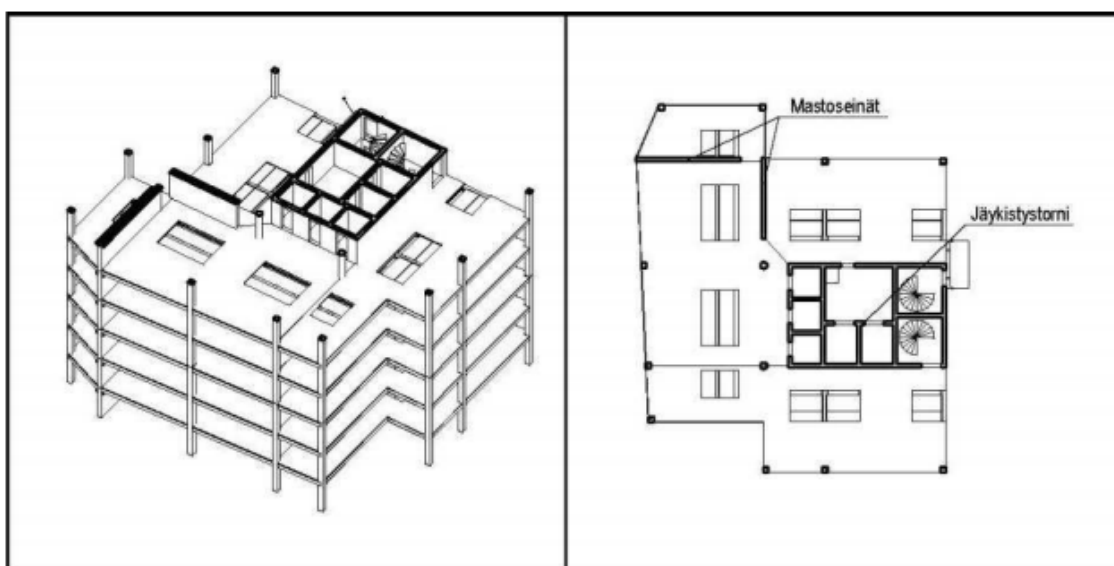
Liike- ja toimistorakennuksissa yleisin Suomessa käytetty runkotyyppi on pilari-palkkijärjestelmä. Sen hyötyinä ovat muun muassa tilojen muunneltavuus, rungon pystytysnopeus ja suuri vapaus julkisivujen arkkitehtuurille. Haittoja ovat muun muassa erillinen jäykistystarve ja taloteknisten asennusten vaikeus palkkikaistojen vuoksi. (Rakennejärjestelmät 2010.)

Pilari-palkkijärjestelmässä käytetään kantavina pystyrakenteina pilareita. Lisäksi voidaan joutua käyttämään jäykistämistä varten myös kantavia seiniä. Yleisimmät paikat jäykistäville seinille ovat hissikuilut, porraskäytävät ja osastoivat seinät. Vaakarakenteet koostuvat palkeista ja laatoista. Toimisto ja liikerakennuksissa käytetään yleensä ontelolaattoja, mutta myös kuorilaatta on mahdollinen, jolloin laataston voi myös mitoittaa liittorakenteena. (Rakennejärjestelmät 2010.)

3.2 Rakennuksen rungon jäykistäminen

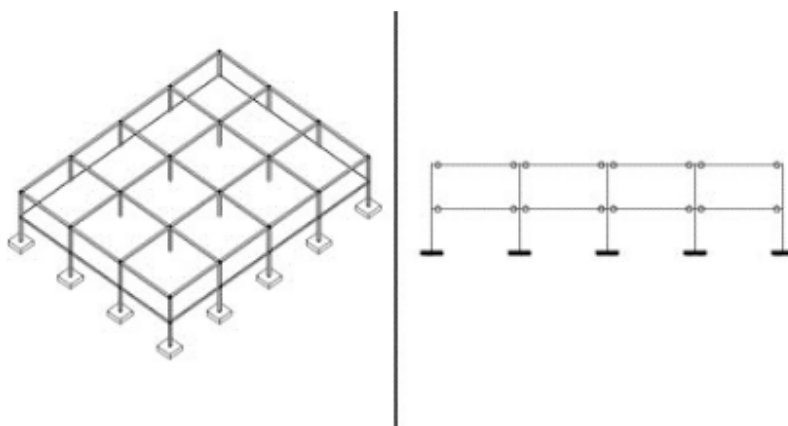
Rakennus on jäykistettävä vaakasuuntaisten kuormien johdosta siten, että pystyvoimien lisäksi myös vaakavoimat saadaan siirrettyä perustuksille ja edelleen maaperään. Rakennus tulee jäykistää niin rakentamisen aikana syntyviä vaakakuormia, kuin lopullisia kuormia vastaan ja tarvittaessa myös onnettomuustilanteiden varalta. Rakentamisen aikana voidaan käyttää väliaikaistuentoja. (Jäykistysjärjestelmät 2010.)

Jäykistysjärjestelmä valitaan mm. runkojärjestelmän, rakennuksen mittasuhteiden tai käyttötarkoituksen mukaan. Niitä ovat mm. mastojäykistys, kehäjäykistys, levyjäykistys, ristikkojäykistys ja yhdistelmäjäykistys, jossa voidaan käyttää edellisten yhdistelmiä (Kuva 15). (Jäykistysjärjestelmät 2010, 13.)

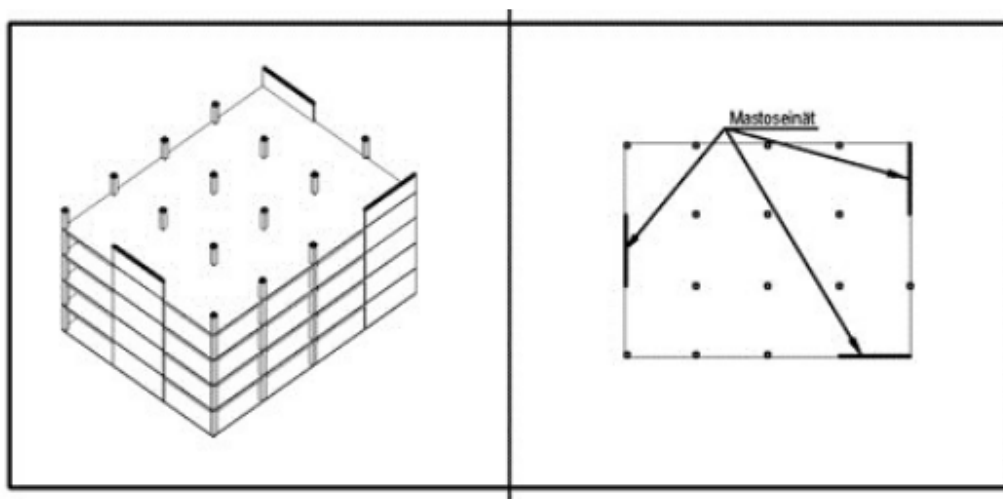


Kuva 15. Esimerkki yhdistelmäjäykistyksestä. (Jäykistysjärjestelmät 2010, 13)

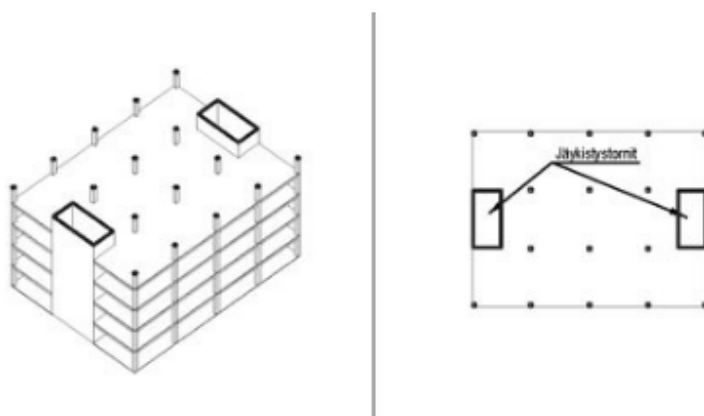
Mastojäykistyksessä jäykistävät rakenteet on kiinnitetty jäykästi alapäästä vastaanottaen tasorakenteista tulevat kuormat jäykkyyksien suhteessa. Mastoina voi toimia pilari (Kuva 16), seinä (Kuva 17) tai jäykistystorni (Kuva 18). Kehäjäykistyksessä (Kuva 19) kehien nurkat ovat jäykkiä tai osittain. Levyjäykistys (Kuva 20) toteutetaan laittamalla levyt rungossa sijaitseviin aukkoihin. Ristikkojäykistys on periaatteeltaan samanlainen kuin levyjäykistys. Levyjen tilalla käytetään puristussauvoja, vetosauvoja tai molempia. (Jäykistysjärjestelmät 2010, 13, 18–21.)



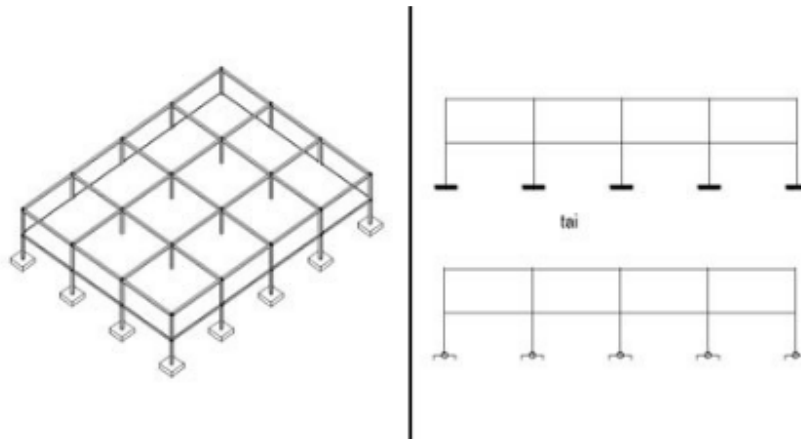
Kuva 16. Mastopilarijäykistyksen periaate. (Jäykistysjärjestelmät 2010, 14)



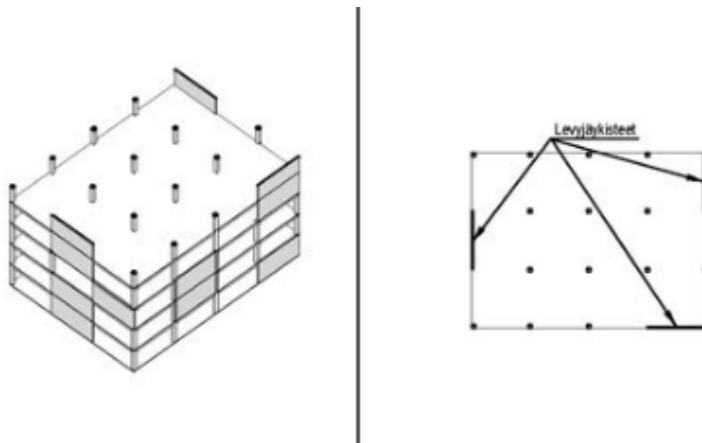
Kuva 17. Periaate mastoseinäjäykistyksessä. (Jäykistysjärjestelmät 2010, 16)



Kuva 18. Periaate jäykistystorneja käytettäessä. (Jäykistysjärjestelmät 2010, 18)

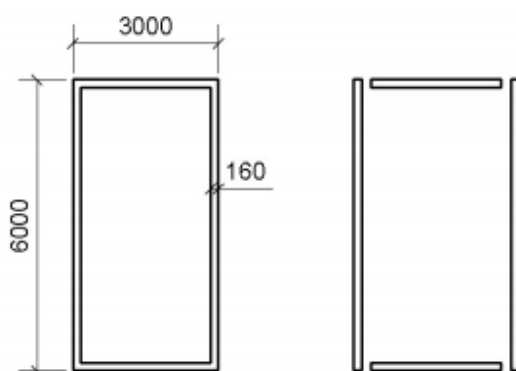


Kuva 19. Kehäjäykistyksen periaate. (Jäykistysjärjestelmät 2010, 14)



Kuva 20. Periaate levyjäykistyksessä. (Jäykistysjärjestelmät 2010)

Jäykistystornin alapää on jäykästi kiinnitetty ja se toimii mastoseinän tavoin, ulokepalkkina perustuksista. Niissä olevat liitokset on mitoitettava niitä rasittavalle leikkausvoimalle. Tornit ovat erittäin jäykkiä rakenteita. Esimerkiksi 160 mm pak-susta betonista tehty 6 m x 3 m tornin (Kuva 21) jäykkyys on jäykempään suuntaan yli kaksinkertainen vastaaviin erillisiin seiniin verrattuna. (Jäykistysjärjestelmät 2010, 16–17.)

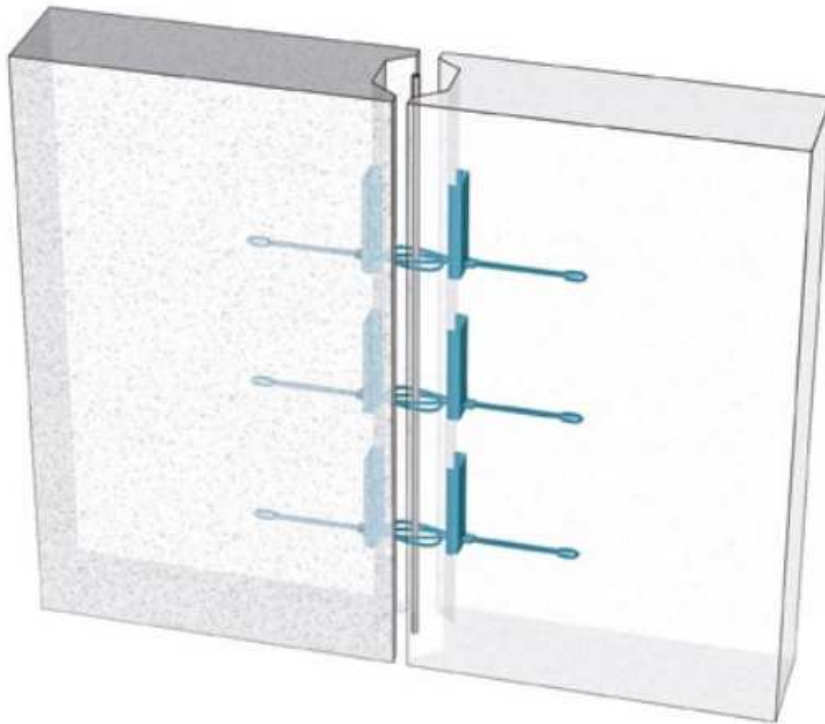


Kuva 21. Tornin ja vastaavien mastoseinien vertailu. (Jäykistysjärjestelmät 2010, 17)

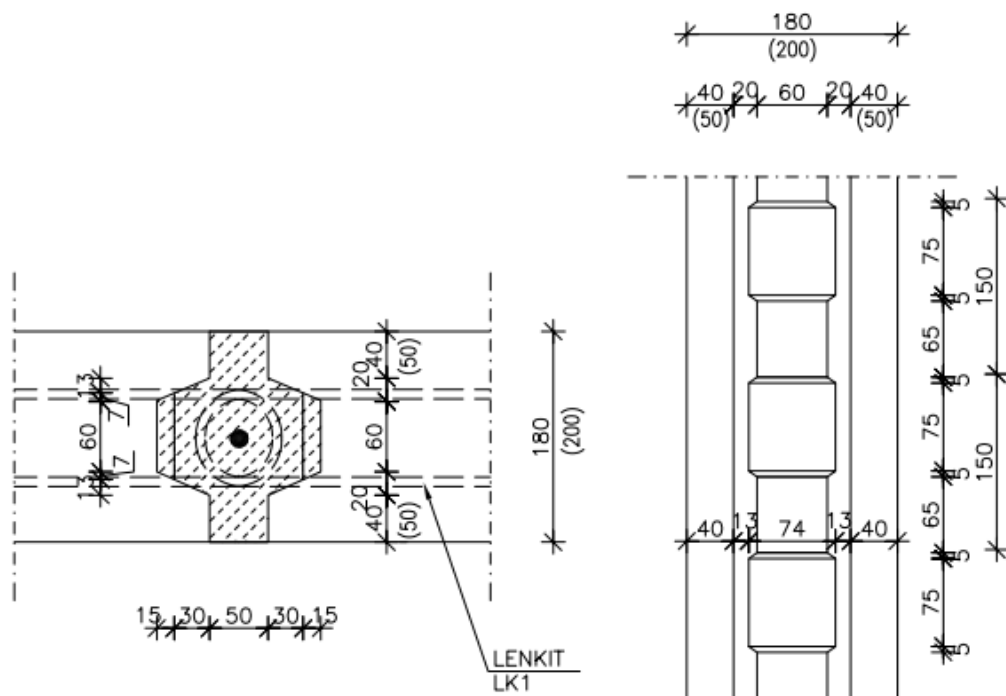
Leskelän (2008, 528) mukaan erillisten jäykistysosien käyttö on taloudellisinta, koska porras- ja hissikuiluja rakennuksiin aina tulee ja ne voivat toimia jäykistävinä rakenteina ilman mainittavia lisäkustannuksia. Täten esimerkiksi kantavan rungon pilarit voidaan mitoittaa vain pystykuormille.

3.3 Jäykistävien seinien liitokset

Tyypillisesti seinien pystyliitokset toteutetaan vaijerilenkkiliitoksella (Kuva 22), sillä se on helppo toteuttaa työmaalla. Vaijerilenkki on myös helppo asentaa elementteihin tehtaalla. (Leskelä 2008, 558.) Joskus leikkaus- tai normaalivoimarasi- tukset kasvavat suuriksi, jolloin saatetaan joutua käyttämään vaijerilenkkien sijasta harjateräslenkkejä ja betonivaarvoja (Kuva 23).

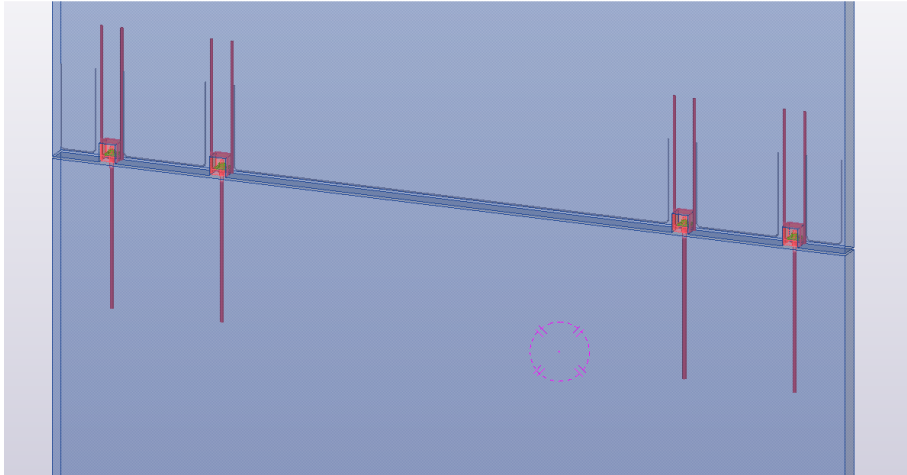


Kuva 22. Vaijerilenkkiliitos. (PVL-Vaijerilenkki 2016, 4)



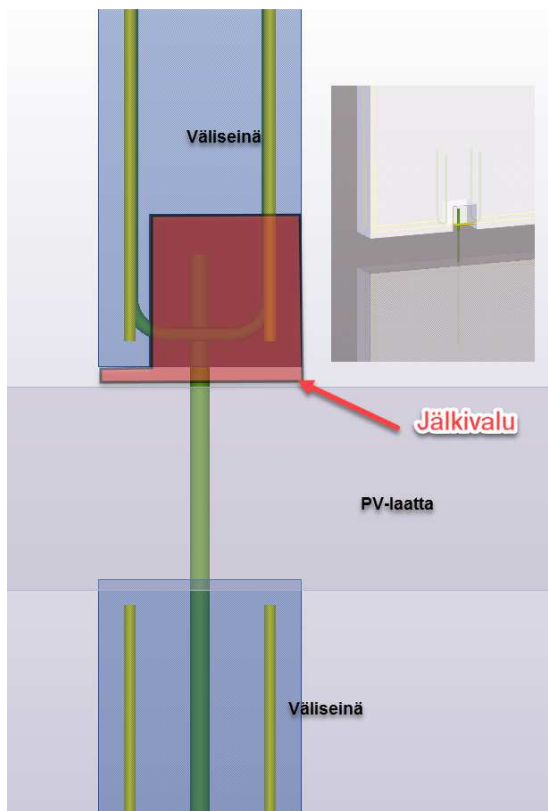
Kuva 23. Seinäliitos jossa betonivaarna + harjateräs. (Seinäelementtien vakioliitokset, DV503)

Seinien vaakaliitokset voidaan toteuttaa tapauksesta riippuen, esimerkiksi seinäkengillä pulttiliitoksena (Kuva 24), jossa ylempi seinä asennetaan alemman seinän päälle teräspalojen varaan, jonka jälkeen sauma juotosvaletaan.



Kuva 24. Esimerkki seinäkenkäliitoksesta. (Vauhkonen)

Seinien vaakaliitos kantavissa seinissä, joissa välipohja tukeutuu seinään, toteutetaan normaalisti tapeilla, koloilla ja jälkivalulla. (Kuva 25)



Kuva 25. Kantavan väliseinän ja paikallavalulaatan liitos. (Vauhkonen)

Kun liitos toteutetaan vaijerilenkeillä, mitoitetaan pystyliitokset vaijerilenkkivalmistajan tekemän mitoitusaulukon avulla.

Betonivaarvoja ja teräslenkkejä käytettäessä sekä seinien, että laattojen välisten saumojen leikkauskapasiteetin mitoitus tapahtuu Eurokoodin 2 mukaan. Laskentaohje löytyy standardista SFS-EN 1992-1-1 kohdasta 6.2.5.

$$V_{Edi} \leq V_{Rdi}$$

jossa, V_{Edi} leikkausjännityksen mitoitusarvo rajapinnassa, joka saadaan kaavasta 5

$$V_{Edi} = \beta \frac{V_{Ed}}{z b_i} \quad (5)$$

jossa, β uuden betonin poikkileikkauksen jännitysresultantin ja koko poikkileikkauksen jännitysresultantin suhde

V_{Ed} rakenneosan leikkausvoima

z koko poikkileikkauksen sisäinen momentti-
varsi

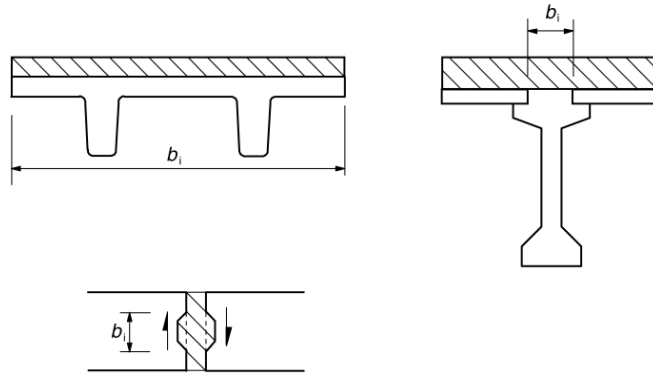
b_i työsauman leveys (Kuva 26)

V_{Rdi} työsauman leikkauskestävyyden mitoitusarvo, joka lasketaan kaavasta 6

$$V_{Rdi} = c f_{ctd} + \mu \sigma_n + \rho f_{yd} \mu \leq 0,5 v f_{cd} \quad (6)$$

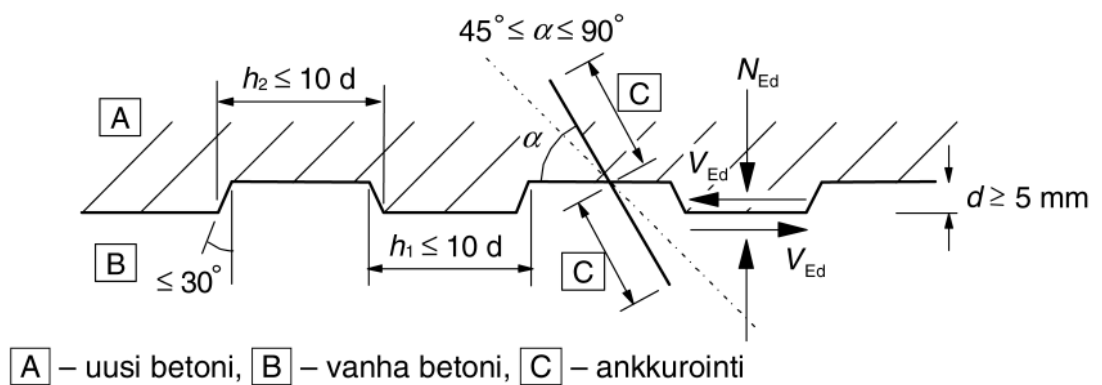
jossa c ja μ työsauman sileydestä riippuvat kertoimet
 f_{ctd} betonin vetolujuuden mitoitusarvo
 σ_n työsaumaan kohdistuva pienin jännitys, joka aiheutuu ulkoisesta normaalivoimasta saamaan aikaan leikkausvoiman kanssa. $\sigma_n < 0,6 f_{cd}$. Kun vetoa, $c f_{ctd} = 0$

ρ	A_s / A_i
A_s	työsauman lävistävän raudoituksen pinta-ala
A_i	työsauman pinta-ala
v	lujuuden pienennyskerroin



Kuva 26. Esimerkkejä rajapinnoista. (SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC, 91)

Pinnat voidaan luokitella hyvin sileisiin, sileisiin, karheisiin tai vaarnattuihin. Kerrotoimien c ja μ arvot ovat hyvin sileälle 0,025-0,10 ja 0,5, sileälle 0,20 ja 0,6, karhealle 0,4 ja 0,7 sekä vaarnatulle työsaumalle, jossa täyttyy Kuva 27 esitetyt ehdot, 0,50 ja 0,9.



Kuva 27. Vaarnattu työsauma. (SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC, 92)

Kuva 25 mukaisessa vaakaliitoksessa olevat lyhyet tapit voidaan mitoittaa käyttämällä CEB:n mallinormissa esitettyä kaavaa 7. Sitä voidaan käyttää kun Kuva 28

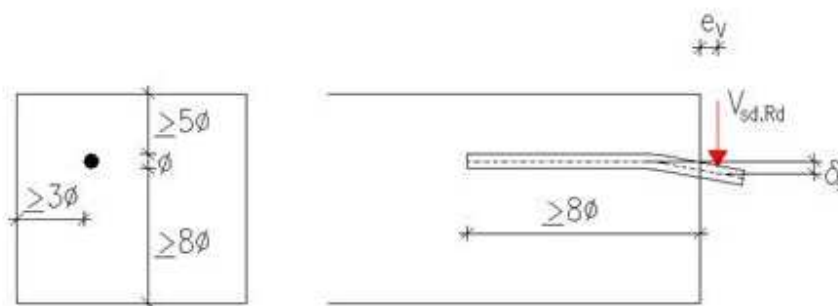
mukaiset reunaehdot täyttyvät. Kaavasta saatavaan kestävyyyteen tarvitaan siirtymä, joka on tangon halkaisijan kymmenesosa. (Leskelä 2008, 284). Lyhyellä vaarnatapilla tarkoitetaan tappia, joka ei ankkuroidu betoniin täydelle lujuudelle.

$$V_{sd.Rd} = \frac{1,3}{\gamma_v} \phi^2 \left(\sqrt{1 + (1,3\varepsilon)^2} - 1,3 \varepsilon \right) \sqrt{f_{cd}f_{sd}(1 - \zeta^2)} < \frac{A_s f_{sd}}{\sqrt{3}} \quad (7)$$

$$\varepsilon = 3 \frac{e_v}{\phi} \sqrt{\frac{f_{cd}}{f_{sd}}}, \zeta = \frac{\sigma_s}{f_{sd}}$$

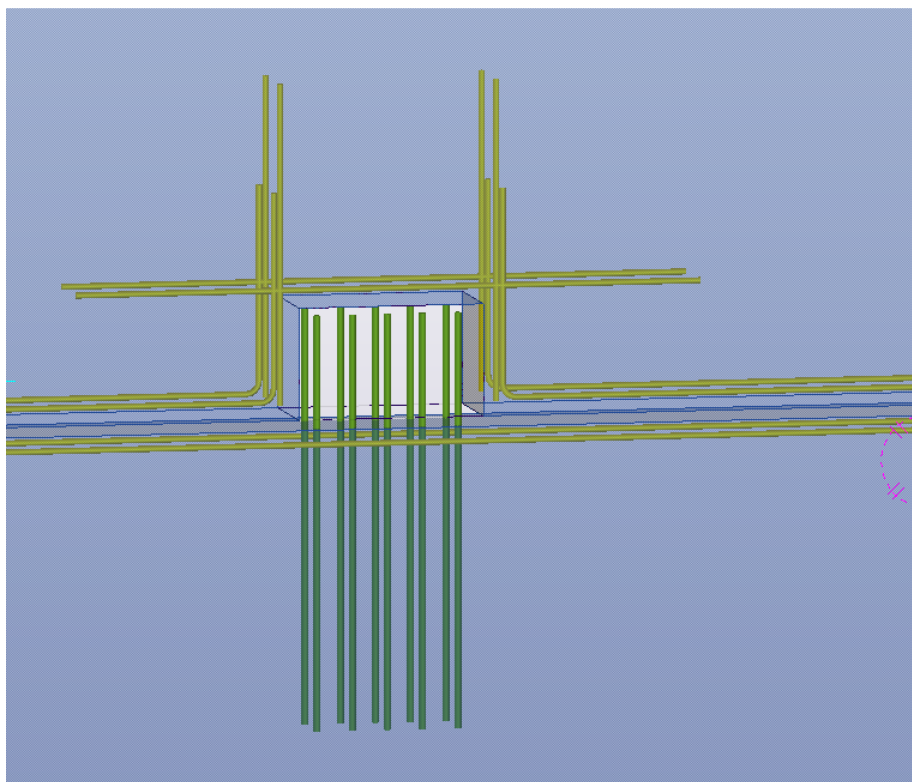
jossa,

γ_v	leikkausliitoksen osavarmuusluku
ϕ	tapin halkaisija
e_v	leikkausvoiman vaikutuspisteen etäisyys betonin pinnasta
σ_s	tangon vetovoimasta aiheutuva jännitys



Kuva 28. Lyhyen vaarnan leikkaus. (Liitostyytit. 2010, kuva 35)

Leikkausvoimien siirtämiseen voidaan joutua suunnittelemaan erilaisia vaihtoehtoja, mikäli edellä mainitut tavanomaiset tavat eivät riitä. Yksi tapa on tehdä Kuva 29 mukainen konsolityyppinen rakenne, jossa kolon koko on reilusti suurempi kuin Kuva 25 on esitetty. Rakenne näyttää samanlaiselta, mutta laskentatapa on erilainen. Tämän rakenteen laskentatapa perustuu kaavaan 6. Jälkivalu suoritetaan C50 juotosbetonilla, jotta saadaan täysi tartuntalujuus kolossa oleville taapeille. Tämän konsolityyppisen kokonaisvaltainen tarkastelu on opinnäytetyön aiheena.



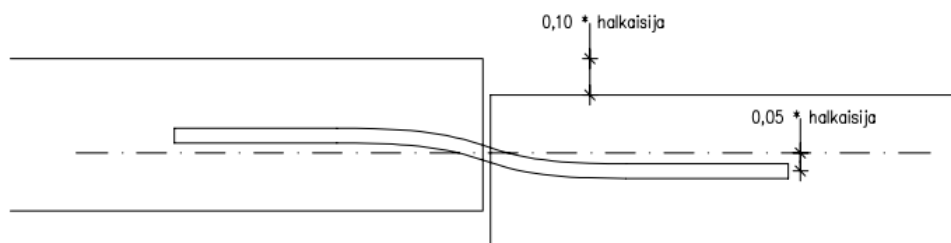
Kuva 29. Konsolityyppinen rakenne. (Vauhkonen)

4 VAARNATAPIN JA KONSOLIRAKENTEN LEIKKAUSKAPASITEETTI

Työ aloitettiin laskemalla lyhyen vaarnatapin leikkauskapasiteettia aiemmin mainitun ns. Rasmussenin kaavaan perustuvalla lyhyen vaarnatapin kaavalla. Kaava antaa tapin leikkauskapasiteetin epäkeskisyyden suhteen siirtymän ollessa $0,1 \cdot$ tangon halkaisija. Siirtymä 3,2 mm tuntui kuitenkin liian suurelta, jos tangon halkaisija olisi esim. 32 mm. Tästä johtuen haluttiin selvittää löytyisikö toista laskentatapaa tapin leikkauskapasiteetille, joka perustuisi pienempään paremmin todellisuutta vastaavaan siirtymään.

Leskelän mainitsemaan, CEB:n mallinormissa sijaitsevaan kaavaan tutustuessa sai vaikutelman, että siirtymä olisi halkaisijan kymmenesosa Kuva 30 kaltaisessa tapauksessa. Kuvassa 28 oleva epäkeskisyyys e_v on kuvassa 30 näkyvän sauman puolivälissä. Tästä syystä heräsi ajatus, että, jos kuvan 30 tapauksessa, mikäli tunkeuma betoniin on yhtä suuri kuin kuvassa 28, puolittuu siirtymä. Tätä ajatusta tuki myös fib:n julkaisussa Structural connections for precast concrete buildings

2008, sivulla 211 kuvatekstin kirjoitus, jossa kerrottiin, että kaksipuolisessa tappi-vaarnaliitoksessa siirtymä puolittuu.

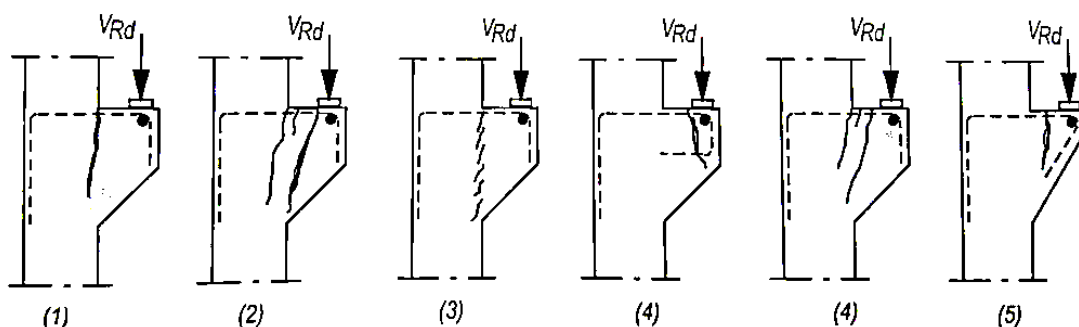


Kuva 30. Betoni-betoni-tappivaarnaliitos. (Vauhkonen)

Myös vaihtoehtoisia laskentatapoja tutkittiin, joita oli esitetty edellä mainitussa julkaisussa sivuilla 203–217. Siinä on vähän avattu CEB:n mallinormien kaavoja. Näistä laskuista tehtiin Exceliin laskentamalleja, jotta päästäisiin vertailemaan niistä syntyneitä eroja. Näitä laskutapoja ja tuloksien vertailuja esitetään myöhemmin.

Toinen vaihe työssä oli selvittää Kuva 29 tyyppisen konsolin kapasiteettia leikkausvoimien siirtämiseen. Työvaihe alkoi tutustumalla konsolien kapasiteettilaskentatapaan, jonka Leskelä (2008) oli kuvannut kirjassaan sivuilla 457–459. Siinä laskenta perustuu ristikkomalliin ja solmujen kestävyYTEEN. Leskelän mukaan konsolin murtumismekanismit ovat kuvan 31 mukaiset.

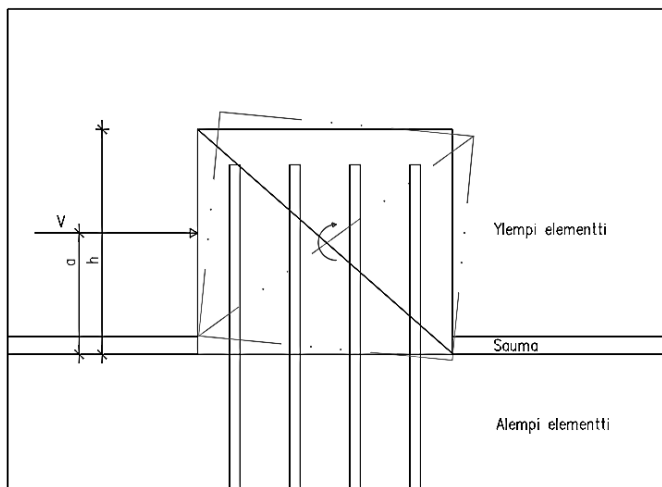
- 1 Taivutusmurtuminen
- 2 Vino puristumurtuminen
- 3 Puhdas leikkausmurtuminen
- 4 Konsolin reunamurtuminen
- 5 Reunan vetomurtuminen



Kuva 31. Konsolin murtumismekanismit. (Leskelä 2008, 287)

Lisäksi hän mainitsee, että leikkauskestävyys on mahdollista kuvan 31 tapauksessa 3 tarkistaa kaavalla 6. Tämä murtumismekanismi voisi syntyä, mikäli vaikuttavan voiman etäisyys pilarin sisälinjasta olisi pienempi, kuin puolet konsolin d-mitasta. Ulokkeet tulisi normaalisti mitoittaa siten, että murtomekanismi olisi kuvan 31 tapauksen 1 kaltainen. (Leskelä 2008, 286-287.)

Seuraavaksi tehtiin Exceliin laskentarutiini, jolla voidaan mitoittaa konsolin teräsmäärä Leskelän (2008) ohjeiden mukaan sivulla 457 – 458. Laskuri antaa tulokseksi konsoliin tarvittavan pääterästen pinta-alan annetulle voimalle. Konsolin leikkauskestävyydelle tehtiin esimerkkilaskuri leikkauskapasiteetin tarkasteluun, joka perustuu kaavaan 6. Lopulta opinnäytetyö rajattiin pelkästään konsolirakenteen leikkauskapasiteettitarkasteluun. Periaatekuva tarkastelusta on esitetty kuvassa 32. Tässä ylempi seinä oletetaan täysin jäykäksi, jolloin taivutusta eikä kiertymää pääse syntymään.

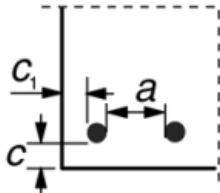


Kuva 32. Konsolin mahdollinen kiertymä. (Vauhkonen.)

Konsolirakenteen leikkauskapasiteetilaskentapohja koostuu kolmesta osiosta. Lähtötietoihin valitaan elementissä käytettävä lujuus, teräksen lujuus ja niiden leikkeiden lukumäärä.

Ensimmäisenä määritetään riittävä tartuntapituus konsolissa käytetyille teräksille. Tavoitteena on optimoida konsolirakenteen koko kapasiteettiin. Tähän vaikuttaa

eniten terästen tartuntapituus konsolissa. Jotta tartuntapituus olisi mahdollisimman lyhyt, joudutaan käyttämään korkealujuuksista (C50) juotosbetonia, luomaan hyvät tartuntaolosuhteet suorittamalla jälkivalu painevaluna sekä kasvattamalla riittävästi suojaetäisyyttä c_d (kuva 33). Tuloksena saadaan tartuntapituus, joka määrittää konsolin korkeuden.



a) Suorat tangot

$$c_d = \min(a/2, c_t, c)$$

Kuva 33. Suojaetäisyyden c arvot. (SFS-EN 1992 + A1 + AC, 134)

Laskentapohjan toinen osio laskee konsolin mitat käyttäen ensimmäisestä osiosta saatua tartuntapituutta, käytettävää terästä, käytettyä suojaetäisyyttä sekä käsin syötettävää terästen välistä keskinäistä lisäetäisyyttä ja vaarnateräsrivien määrää. Paksummissa seinissä on mahdollista käyttää kolmea riviä vaarnateräksiä, mikäli suojaetäisyydet antavat myöden. Lisäetäisyyden arvoa muuttamalla voidaan optimoida joissakin tapauksissa konsolin leikkauskestävyyttä. Konsolin korkeus määrittyy lisäämällä tartuntapituuteen terästen suojaetäisyys ylemmän elementtiin.

Laskentapohjan kolmas osio laskee leikkauskapasiteetin kaavalla 6. Tässä käytetään betonin lujuutena alemmassa elementissä käytettävää lujuutta. Opinnäytetyössä tehdyssä tarkastelussa käytetty lujuus oli C30. Kertoimet c ja μ on valittu sileän pinnan mukaan 0,2 ja 0,6.

5 TARKASTELUN TULOKSET

Tässä kappaleessa esitetään työssä tehtyjen laskujen vertailuja ja tuloksia, niin lyhyiden vaarnatappien, kuin konsolirakenteen laskelmista.

5.1 Lyhyet vaarnatapit

Tuloksia vertailtiin eri laskukaavoilla. Laskelmissa käytetty teräs oli halkaisijaltaan 20 mm sekä laadultaan B500b ja betonin lujuusluokka C30. Epäkeskisyydeksi valittiin 0,1 mm, jotta se olisi mahdollisimman lähellä laskutapaa, jossa epäkesi-syyttä ei ole, mutta ottaa kuitenkin epäkeskisyyden huomioon. Liitoksen osavar-muusluvaksi oletettiin 1. Teräkselle ei annettu alkujännitystä, joten $\zeta=0$ ja kaava 7 saa muodon

$$V_{sd,Rd} = \frac{1,3}{\gamma_v} \phi^2 \left(\sqrt{1 + (1,3\varepsilon)^2} - 1,3 \varepsilon \right) \sqrt{f_{cd}f_{sd}} < \frac{A_s f_{sd}}{\sqrt{3}} \quad (8)$$

$$\varepsilon = 3 \frac{e_v}{\phi} \sqrt{\frac{f_{cd}}{f_{sd}}}$$

Sijoittamalla arvot Excel-laskentapohjaan, saatiin tulokseksi 44,5kN siirtymän ol-lessa 2 mm (Kuva 34. Kuvakaappaus laskentapohjasta. (Vauhkonen) Kuva 34). Mikäli epäkeskisyydeksi laitetaan arvo 0 niin tämä kaava on sama kuin kaava 9 ja kaava 10, kertoimen vain muuttuessa.

Rasmussenin lyhyt tappi

teräs mm	20 mm
$F_{c,k}$	30 MPa
$F_{c,d}$	17 MPa
F_y	500,0 MPa
F_{yd}	434,8 MPa
e_v	0,1 mm
$V_{sd,Rd}$	44,53 kN < $A_s F_{sd} / \sqrt{3} = 78,9$ kN
ε	0,0030
σ	0
ζ	0
siirtymä $0,1\phi$	2 mm

Kuva 34. Kuvakaappaus laskentapohjasta. (Vauhkonen)

Aiemmin vaarnan kapasiteettia laskettaessa, käytössä on ollut kaava 9 (BY30-4, 34). Tämä antaa vaarnan kapasiteetille tuloksen $V_{Rd} = 41,3\text{kN}$. Tulos on vähän pienempi, mutta tässä siirtymälle on annettu arvo 0-5mm (BY30-4, 36). Saatu tulos on lähellä Rasmussenin kaavaan perustuvan lyhyen vaarnan leikkauskestävyyttä. Tästä johtopäätöksenä voi pohtia, että onko kerroin 1,2 saatu vertailemalla tuloksia lyhyen vaarnan kaavaan ja täten saatu yksinkertaistettua kaava nopeasti käytettävään muotoon.

$$V_{Rd} = 1,2 \phi^2 \sqrt{f_{cd} f_{yd}} \quad (9)$$

Fib:n julkaisussa on kaava (kaava 10), joka on oikeastaan samanlainen kuin edellinen. Erona on, että kerroin 1,2 korvataan α kertoimella, jolle annetaan suunnittelussa arvo 1,0, joka sisältää liitoksen osavarmuusluvun ja siirtymän rajoittamisen arvoon $s=0,05\phi$ (Structural connections for precast concrete buildings 2008, 205-206). Tällä laskentamenetelmällä leikkauskapasiteetiksi saadaan 34,4kN ja siirtymäksi se halkaisijan kahdeskymmenesosa 1mm.

$$F_{vRd} = \alpha \phi^2 \sqrt{f_{cd} f_{yd}} \quad (10)$$

Lisäksi fib:n mallikoodissa (Model Code 2010, 271) esitetään laskentatapa (kaava 11), jossa voidaan arvioida voimaa siirtymän funktiona. Tulokseksi 1 mm:n liukumalla tuli 35,5kN. Tulos esitetty laskentapohjan kuvaotteessa (Kuva 35). Kertoimen k määräytymistä ei saatu selvitettyä, mutta tulos näyttäisi olevan linjassa aikaisempiin tuloksiin. Joskin kaavan epämääräinen s_{max} parametri antaa mahdollisuuden vaikuttaa tuloksiin.

$$F(s) \approx F_{0,max} \left(\frac{s}{s_{max}} \right)^{0,5} = k A_s \sqrt{f_{ck} f_y} \left(\frac{s}{s_{max}} \right)^{0,5} \quad (11)$$

jossa	s_{max}	liukuma jossa $F_{0,max}$ saavutetaan,
		$\sim 0,1-0,2 \phi$
	k	kerroin $\sim 1,6$

CEB-FIB Model code 2010 s271

F(s)	0,036 MN	35,54 kN
k	1,6	
As	0,000314 m ²	
Fck	30,000 MPa	
Fy	500,000 MPa	
s	0,001 m	1 mm
s max	0,003 m	
f 0,max	0,062 MN	61,56 kN

Kuva 35. Voima liukuman funktiona. (Vauhkonen)

Edellä esitettyjen tulosten pohjalta on päädytty tekemään taulukko, joka perustuu ns. Rasmussenin kaavaan perustuvaan lyhyen tapin leikkauskestävyyden tarkasteluun. Liitoksen osavarmuusluvun käyttöön ei löydetty arvoa suomenkielisistä dokumenteista. Siinä on vertailuksi tehty kaavan 10 mukainen verrokkitulos, jossa α -kerroin on suositeltu arvo 1. Rasmussenin kaavalaskuissa olisikin suositeltavaa käyttää liitoksen osavarmuuslukuna arvoa 1,3, jolloin ilman epäkeskisyyttä ja teräsjännitystä kaavasta tulee sama. Epäkeskisyys kuitenkin on olemassa vaikkakin sileässä pinnassa pieni ja miltei merkityksetön. Kuva 36 on esitetty kuvaote laaditusta laskentapohjasta.

$\gamma_s = 1,15$ $\gamma_c = 1,5$ $f_y = 500,0$ Mpa Teräksen jännitys $\sigma_s = 0$ Mpa
 Rasmussenin kaavaan perustuva lyhyen vaarnan leikkaus (BY210 2008, s284) Epäkeskisyyden $e_v = 0$ mm
 Kapasiteetti [kN] ja siirtymä [mm] kahden betonin liitoksessa kun tunkeuma $> 8 \cdot \phi$ Liitoksen osavarmuus $\gamma_v = 1$

kN		f_{ck}							Siirtymä $0,10\phi$ mm	$\frac{A_s f_{sd}}{\sqrt{3}}$	$\phi^2 \sqrt{f_{cd} f_{sd}}$ fck 50 MPa
		20	25	30	35	40	45	50			
B500b ϕ mm	4	1,5	1,6	1,8	1,9	2,1	2,2	2,3	0,4	3,6	1,8
	5	2,3	2,6	2,8	3,0	3,2	3,4	3,6	0,5	5,7	2,8
	6	3,3	3,7	4,0	4,3	4,6	4,9	5,2	0,6	8,2	4,0
	8	5,8	6,5	7,2	7,7	8,3	8,8	9,2	0,8	14,5	7,1
	10	9,1	10,2	11,2	12,1	12,9	13,7	14,4	1,0	22,7	11,1
	12	13,1	14,7	16,1	17,4	18,6	19,7	20,8	1,2	32,6	16,0
	16	23,4	26,1	28,6	30,9	33,0	35,0	36,9	1,6	58,0	28,4
	20	36,5	40,8	44,7	48,3	51,6	54,8	57,7	2,0	90,7	44,4
	24	52,6	58,8	64,4	69,5	74,3	78,8	83,1	2,4	130,6	63,9
	32	93,4	104,5	114,4	123,6	132,2	140,2	147,8	3,2	232,2	113,7

$$V_{sd,rd} = \frac{1,3}{\gamma_v} \left(\sqrt{1 + (1,3e)^2} - 1,3e \right) 0,2 \sqrt{f_{sd} f_{cd} (1 - \zeta^2)} < \frac{A_s f_{sd}}{\sqrt{3}}$$

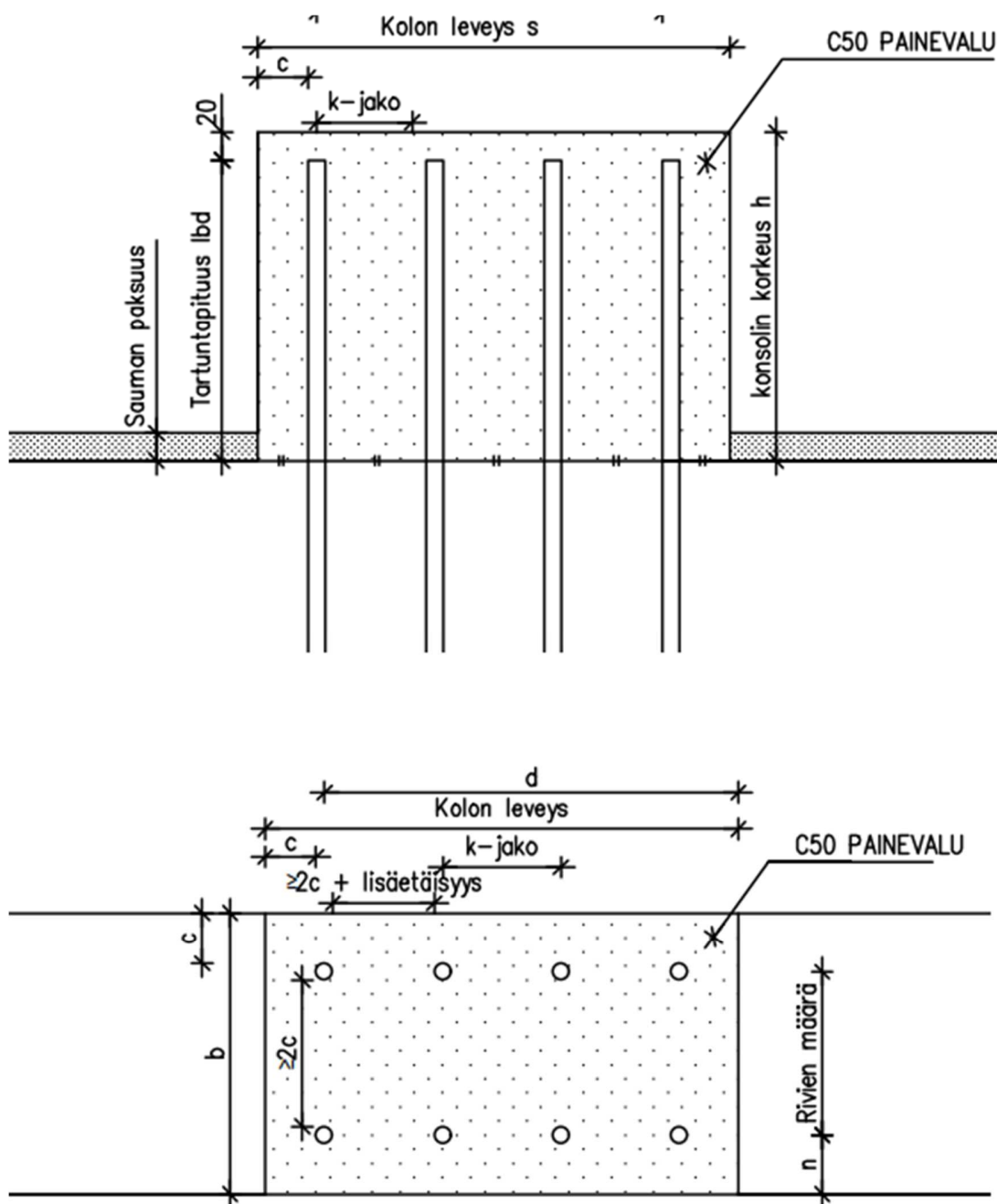
$$e = 3 \frac{\sigma_v}{\sigma} \sqrt{\frac{f_{cd}}{f_{sd}}}$$

$$\zeta = \frac{\sigma_s}{f_{cd}}$$

Kuva 36. Excel-mitoitus tappivaarnalle. Kuvakaappaus. (Vauhkonen)

5.2 Konsolirakenne

Seuraavat tulokset ovat konsolirakenteen leikkauskapasiteetilaskentapohjasta. Kuva 37 näyttää konsolin mitoituksessa käytettävät parametrit.



Kuva 37. Periaatekuva konsolista. (Vauhkonen)

Tarkastelun lähtötietoihin valitaan seinärakenteen betoniksi C30 ja teräksen lujuudeksi 500MPa. Teräskooksi valittiin 12mm, ja liitokseen sijoitettiin 8 tankoa yhteensä kahteen riviin (Kuva 38).

$\gamma_c =$	1,5	
$\gamma_s =$	1,15	
seinän betoni f_{ck}	30	MPa
teräs f_s	500	MPa
betoni f_{cd}	17	MPa
teräs f_{sd}	435	MPa
teräskoko	leikkeitä	
	12	8
		0,000905m ²
	A_s	0,000905m ²

Kuva 38. Lähtötiedot. (Vauhkonen)

Seuraavaksi määriteltiin ankkurointipituus laskentapohjan ensimmäisessä osiossa. Tässä syötetään suojaetäisyys. Suojaetäisyyttä säätämällä voidaan vaikuttaa terästen sijoittumiseen konsolissa, mutta samalla se voi kasvattaa konsolin korkeutta. Esimerkkilaskussa valittiin suojaetäisyydeksi 36 mm jotta saadaan pienin mahdollinen tartuntapituus (Kuva 39). Nyt tulokseksi saatiin 214 mm.

Ankkurointipituus EC2 8.4.

konsolin juotosbetoni f_{ck}	C50	
	suora	suoralla \geq ; muu $>$
Suojaetäisyys c_d	36	$>$ tai $\geq 3\phi$ jotta α_2 on 0,7
Suojaetäisyys c_d on tartunnan kannalta tärkeä jottei kolon korkeus kasva liian korkeaksi		
$f_{bd} = 2,25 \eta_1 \eta_2 f_{ctd}$		TOSI
	2,25	
η_1	1	Hyvät olosuhteet
η_2	1	$d < 32 \text{ mm}$
f_{ctd}	1,90 MPa	
f_{bd}	4,28 MPa	
$l_{b,rqd} = (\phi/4) (\sigma_{sd}/f_{bd})$		
ϕ	12 mm	
σ_{sd}	434,78 MPa	
f_{bd}	4,28 MPa	
$l_{b,rqd}$	305 mm	
$l_{bd} = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 l_{b,rqd} \geq l_{b,min} =$		TOSI
α_1	1	
α_2	0,7	
α_3	1	
α_4	1	$\alpha_2 \alpha_3 \alpha_5 \geq 0,7 =$
α_5	1	TOSI
l_{bd}	214 mm	
$l_{bd,min}$	120 mm	

Kuva 39. Ankkurointipituuden laskenta. (Vauhkonen)

Toisessa osiossa määritetään konsolin koko. Saumapaksuus, terästen suojaetäisyys ylöspäin, tankorivien määrä sekä mahdollinen terästen lisäetäisyys syötetään käsin. Samalla määritetty seinän minimipaksuus, jotta terästen mahtuminen rakenteeseen voidaan todeta. Lisäetäisyyttä lisäämällä voidaan tavoitella suurempaa leikkauskapasiteetin raja-arvoa (kaava 6) tai pienempää a/d suhdetta. Kuvaote laskentapohjasta on esitetty Kuva 40.

KONSOLIN KOKO

saumapaksuus	20	mm
suojaetäisyys ylös	20	mm
ankkurointipituus	214	mm
rivejä n_{rivi}	2	kpl
rivissä n_1	4	kpl
terästen lisäetäisyys $a_{lisä}$	0	mm
minimi etäisyys $a_{min}=2c_d$	72	mm
suojaetäisyys c_d	36	mm
halk ϕ	12	mm
terästen välinen etäisyys a_k	72	mm
k-jako	84	mm
leveys s	336	mm
korkeus h min	254	mm
by210 2008, 287. "Puhdas leikkautuminen voi syntyä kun uloke lyhyt eli $a/d < 0,5$ Voi tarkastaa liittymäpintojen leikkautumisen kaavojen perusteella. $V_{rd} = \tau_{sdi,cr} \cdot b \cdot h$ "		
voiman vaikutuspisteen etäisyys		$a=137$
konsolin tehollinen leveys		$d=294$
		$a/d=0,47$
seinän mimipaksuus b_{min}	0,168	m

Koska oletetaan ylempi elementti riittävän jäykäksi niin a/d voisi myös olla suurempi kuin 0,5 ja silti mitoittaa vain leikkauskapasiteetille.

Kuva 40. Konsolin koko. (Vauhkonen)

Kolmannessa osiossa saadaan konsolin leikkauskestävyys, kun syötetään seinän paksuus. Jos tässä vaiheessa leikkauskapasiteetin raja-arvo olisi pienempi kuin V_{Rdi} , niin terästen lisäetäisyyttä kasvattamalla saadaan optimoitua konsolin kokoa siten, että terästen antama kapasiteetti on kokonaan käytössä. Ote esimerkkilaskelmista on esitetty Kuva 41.

EC2 6.2.5

$$V_{Rdi} = c f_{ctd} + \mu \sigma_n + \rho f_{yd} (\mu \sin \alpha + \cos \alpha) \leq 0,5 v f_{cd}$$

paksuus b	0,200 m	
leveys s	0,336 m	
c	0,2 sileä	
f_{ctd}	1,35 MPa	
μ	0,6	
σ_n	0 MPa	
$\rho = A_s / b s =$	0,01346	EN1992-1-1, 92
f_{sd}	434,78 MPa	
$c f_{ctd}$	0,27 MPa	
$\mu \sigma_n$	0 MPa	
$\rho f_{yd} \mu$	3,51 MPa	
$v = 0,6 * (1 - f_{ck} / 250)$	0,528	
V_{Rdi}	3,78 N/mm ²	
$0,5 v f_{cd}$	4,488 N/mm ²	
V_{Rd}	254,20 kN	
$0,5 v f_{cd} b s$	301,5936 kN	
$V_{Rd} = \min (V_{Rdi}; 0,5 v f_{cd} b s)$	254,20 kN	

Mahtuuko teräkset seinän paksuudelle $b > b_{min}$

TOSI

b	0,200 m
seinän mimipaksuus b_{min}	0,168 m

Kuva 41. Leikkauskapasiteetti. (Vauhkonen)

Laskentapohjien avulla pystyttiin laatimaan taulukko erikokoisille konsoleille, teräksille ja seinille (Kuva 42). Ne on pyritty optimoimaan mahdollisimman tehokkaiksi. Taulukkoon on valittu 19 erilaista konsolirakennetta, joista laskelmat voidaan tulostaa työn tilaajalle.

SEINÄN PAKSUUS 200 mm												
TANKORIVEJÄ 2	teräsφ	f _{ck}	c	a _{l33}	k-jako	teräsmäärä	I _{yd}	s	h	V _{Rd} ≤	0,5 v f _{cd}	V _{Rd}
2	10	C30	30	0	70	8	178	280	198	179	251	179
2	12	C30	36	0	84	8	214	336	234	254	302	254
2	12	C30	30	0	72	10	236	360	256	315	323	315
2	12	C30	30	0	72	12	236	432	256	377	388	377
2	16	C30	40	38	134	8	315	498	335	447	447	447
SEINÄN PAKSUUS 250 mm												
TANKORIVEJÄ 2	teräsφ	f _{ck}	c		k-jako	teräsmäärä	I _{yd}	s	h	V _{Rd} ≤	0,5 v f _{cd}	V _{Rd}
2	10	C30	30	0	70	8	178	280	198	183	314	183
2	12	C30	36	2	86	8	214	342	234	259	384	259
2	12	C30	25	0	62	12	256	372	276	379	417	379
2	16	C30	48	0	112	6	285	336	305	337	377	337
2	16	C30	42	0	100	8	308	400	328	447	449	447
2	16	C30	42	0	100	10	308	500	328	558	561	558
SEINÄN PAKSUUS 300 mm												
TANKORIVEJÄ 2	teräsφ	f _{ck}	c		k-jako	teräsmäärä	I _{yd}	s	h	V _{Rd} ≤	0,5 v f _{cd}	V _{Rd}
2	10	C30	30	0	70	12	178	280	198	265	314	265
3	12	C30	35	0	82	12	217	328	237	376	368	368
3	12	C30	35	1	83	18	217	497	237	565	558	558
2	16	C30	48	28	140	6	285	392	305	346	528	346
2	16	C30	48	0	112	8	285	448	305	456	603	456
3	16	C30	40	40	136	9	315	368	335	502	495	495
3	16	C30	40	40	136	12	315	504	335	670	679	670

Kuva 42. Mitoitustaulukko. (Vauhkonen)

6 YHTEENVETO

Rakennuksen runko voidaan jäykistää monilla tavoin muun muassa seinillä. Jäykistävien seinien liitoksia suunnitellessa täytyy käyttää tapauskohtaisesti mietittävää ratkaisua.

Seinien vaakaliitoksissa normaalisti käytetyt tapit antavat melko pienen kapasiteetin leikkausvoiman siirtämiselle alempaan rakenteeseen. Niiden käyttö onkin suositeltavaa tapauksissa, joissa liitokseen kohdistuu omapainosta aiheutuvaa kohtisuoraa jännitystä. Jännityksen ja kitkan yhteisvaikutuksella voidaan saavuttaa riittävä kapasiteetti melko yksinkertaisesti. Vaikka Eurokoodi ei anna vaihtoehtoja, löytyi muista lähteistä useita laskentatapoja. Useimmat kuitenkin olivat hyvin samankaltaisia muutamien kertoimien muuttuessa. Kaavat perustuvat todennäköisesti eri tutkijoiden tekemiin kokeisiin, mikä selittää pieniä eroja. Opinnäytetyössä tehdystä laskentataulukosta voidaan valita liitoksessa käytettävä teräskoko ja siitä saatava lisäkapasiteetti. Tärkeää tässä on, että tapille annetut suojaetäisyydet täyttyvät.

Opinnäytetyössä tarkastellun konsolirakenteen käyttö on perusteltua, jos kitkaa ei synny riittävästi. Työssä päädyttiin laskentatapaan, joka tarkastelee ainoastaan leikkauskapasiteettia. Seinä, jossa varaus on ja johon konsoli asettuu, tulee miettiä siten, että se estää konsolin kiertymisen ja sitä kautta taivutusmurron. Taulukossa esitetyt konsolit ovat kuitenkin ulokkeena niin lyhyitä, että murtuminen voisi tapahtua leikkausmurtona. Lisäksi työsauma konsolin juuressa puoltaa tätä laskentatapaa. Terästen sijoittelussa on tärkeä huomioida taulukossa ilmoitettu suojaetäisyys sekä terästen välinen etäisyys, sillä ne ovat edellytyksiä sille, että teräkset saadaan ankkuroitua täydelle lujuudelle rakenteessa. Jotta taulukkoa voisi varauksetta käyttää, tulee selvittää konsolin ja varauksen sijoittamiseen liittyvät pienimmät reunaetäisyydet. Näitä ei tässä työssä selvitetty.

Konsolirakennetta tarkasteltaessa pohdittiin, että voitaisiinko konsolirakenne tehdä mahdollisesti jo elementtitehtaalla, jolloin saattaisi olla mahdollista käyttää Eurokoodi 2 sivulla 89 mainittua V_{Ed} :n pienennyskerrointa. Tästä saatavaa lisäkapasiteetti voisi jopa tuplata leikkauskestävyyden. Rakennesuunnitteluun kuuluu rakenteiden ja myös suunnitteluun liittyvien menetelmien kehittäminen. Edellä mainittuja seikkoja voidaan pohtia jatkossa suunnittelutoimistoissa.

Opinnäytetyön tuloksena saatua laskentapohjaa muokataan yrityksen käyttöön sopivaksi luomalla käyttöohjeet sen käytön helpottamiseksi. Lisäksi lisätarkastelulla etsitään konsolirakenteen hyväksyttävät reunaetäisyydet, jotka kirjataan ohjeisiin.

LÄHTEET

BY 30-4. Betonirakenteiden yksityiskohtien ja raudoituksen suunnitteluohjeet 1989. Helsinki. Suomen Betonitieto Oy.

Jäykistysjärjestelmät. 2010. Betoniteollisuus ry. PDF-dokumentti. Päivitetty 18.2.2010. Saatavissa: <http://www.elementtisuunnittelu.fi/fi/rakennejarjestelmat/rakennuksen-jaykistys/jaykistysjarjestelmat> [viitattu 17.1.2018].

Leskelä, M. 2008. BY 210 Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus 2008. Helsinki: Suomen betonitieto Oy.

Liitostyyppit. 2010. Elementtisuunnittelu.fi. WWW-dokumentti. Päivitetty 9.3.2010. Saatavissa: <http://www.elementtisuunnittelu.fi/fi/liitokset/liitosten-toiminta/liitostyyppit> [viitattu 26.1.2018].

Model Code 2010. International Federation for Structural Concrete (fib). PDF-dokumentti. Saatavissa: <http://www.fib-international.org/model-code-2010-first-complete-draft-vol-1> [viitattu 1.2.2018].

PVL-vaijerilenkki, tekninen käyttöohje. 2016. Peikko Group. PDF-dokumentti. Versio: FI 8 /2016. saatavissa: <http://www.peikko.fi/tuotteet/tuote/pvl-vaijerilenkki/> [viitattu 19.1.2018].

Rakennejärjestelmät. 2010. Elementtisuunnittelu.fi. WWW-dokumentti. Päivitetty 4.3.2010. Saatavissa: <http://www.elementtisuunnittelu.fi/fi/rakennejarjestelmat/toimisto-ja-liikerakennukset> [viitattu 17.1.2018].

RIL 201-1-2017. Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat. Helsinki: Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry.

RT 82-10821. 2004. Rakennustieto Oy. PDF-dokumentti. Helsinki. Rakennustieto Oy. Saatavissa: <https://www-rakennustieto-fi.ezproxy.xamk.fi/kortistot/rt/kortti/10821> [viitattu 17.1.2018].

Seinäelementtien vakioliitokset. Betonikeskus ry. PDF-dokumentti. Saatavissa: <http://www.elementtisuunnittelu.fi/fi/liitokset/seinaliitokset> [viitattu 19.1.2018].

SFS-EN 1991-1-3 + A1 + AC. 2015. Eurocode 1: Rakenteiden kuormat. Osa 1-3: Yleiset kuormat. Lumikuormat. Helsinki: Suomen Standardisoimisliitto SFS.

SFS-EN 1991-1-4 + AC + A1. 2011. Eurocode 1: Rakenteiden kuormat. Osa 1-4: Yleiset kuormat. Tuulikuormat. Helsinki: Suomen Standardisoimisliitto SFS.

SFS-EN 1992-1-1 + AC + A1. 2015. Eurokoodi 2: Rakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt. Helsinki: Suomen Standardisoimisliitto SFS.

Structural connections for precast concrete buildings. 2008. International Federation for Structural Concrete (fib). PDF-dokumentti. Saatavissa: <http://www.fib-international.org/structural-connections-for-precast-concrete-buildings-pdf> [viitattu 29.1.2018].

Ympäristöministeriö. 2016. Suomen rakentamismääräyskokoelma. Rakenteiden lujuus ja vakaus. Rakenteiden yleiset suunnitteluperusteet, säännökset ja ohjeet. PDF-dokumentti. Saatavissa: http://www.ym.fi/fi-FI/Maankaytto_ja_rakentaminen/Lainsaadanto_ja_ohjeet/Rakentamismaarayskokoelma/Rakenteiden_lujuus_ja_vakaus [viitattu 11.1.2018].